

podstawowe cechy racjonalnej organizacji robót budowlanych [2], [6].

8. Podsumowanie

Celem artykułu było zaproponowanie przebiegu prac remontowych dla dwóch wiaduktów drogowych, o konstrukcji strunobetonowej w miejscowości Lublin. W procesie analizy stanu istniejącego oraz dokumentacji projektowej, sporządzono harmonogram postępu robót remontowych spełniający wymagania inwestora zawarte w SIWZ oraz uwzględniający podstawowe cechy racjonalnej organizacji robót budowlanych. Poniżej zestawiono główne cechy tego harmonogramu, a są nimi:

- poprawnie skonstruowany ciąg procesów organizacyjno-technologicznych,
- adaptacja powszechnie zalecanej struktury organizacyjnej jaką jest metoda pracy równomiernej,
- czas realizacji remontu mieści się w okresie sprzyjających warunków pogodowych, to jest sezon wiosenno-letni,
- dobór specjalistycznych brygad roboczych dla wykonywanych procesów budowlanych,
- optymalna liczebność zespołów roboczych,
- równomierny przebieg zatrudnienia, a co za tym idzie racjonalne wykorzystanie pozostałych środków produkcji,
- ciągłość w komunikacji samochodowej w czasie realizowanych prac.

Ponadto w artykule zwrócono uwagę, iż przy organizacji robót remontowych należy brać pod uwagę specyficzne cechy odróżniające tego rodzaju prace od robót inwestycyjnych. Za najważniejsze z tych cech uznaje się:

- prowadzenie robót na obiektach, które zazwyczaj są w czasie ich trwania nadal użytkowane (przynajmniej częściowo),
- najczęściej znacznie ograniczony plac budowy,
- krótki czas realizacji,
- etapowanie robót.

Należy mieć także świadomość, iż realizacja robót remontowych napotyka często na sytuacje z gołą odmienną od założonych (np. gorszy stan techniczny odstanianych elementów konstrukcyjnych od przewidywanego). W takich przypadkach, w podejmowaniu racjonalnych decyzji, z pomocą przychodzi wiedza oraz doświadczenie wykonawcy.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Czarnecki L., Łukowski P., „Betony polimerowo-cementowe”, Cement-Wapno-Beton 5/2010
- [2] Jaworski K. M., „Metodologia projektowania realizacji budowy”, PWN, Warszawa 2009
- [3] Lenkiewicz W., Pieniżek J., „Propozycja metody określania racjonalnej wielkości zatrudnienia w przedsiębiorstwach budowlanych”, Materiały pokonferencyjne, Problemy naukowo-badawcze budownictwa, Tom 6 Materiały budowlane, technologia i organizacja, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków – Krynica 1996
- [4] Maj T., „Organizacja budowy”, WSiP, Warszawa 2009
- [5] Marcinkowski R., „Optymalizacja wyboru technologii realizacji zadań w planowaniu przedsięwzięć inżynierijno-budowlanych”, Biuletyn WAT nr 2(498), 1994
- [6] Rowiński L., „Organizacja produkcji budowlanej”, Arkady, Warszawa 1982
- [7] Zieliński B., Sikorski W., „Microsoft Project 4”, MIKOM, Warszawa 1998

WYKORZYSTANE MATERIAŁY

- [8] Projekt remontu dwóch wiaduktów nad doliną „Przełęcz” w ciągu ul. Filaretów w Lublinie, biuro projektowe ProtechniCon Konstrukcje Inżynierskie, Kraków 2012

Analiza wad projektowych i wykonawczych konstrukcji hali sportowej z drewna klejonego warstwowo



Dr inż. Tomasz Nowak, mgr inż. Krzysztof Raszczuk, prof. dr hab. inż. Jerzy Jasieńko,
Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

1. Wprowadzenie

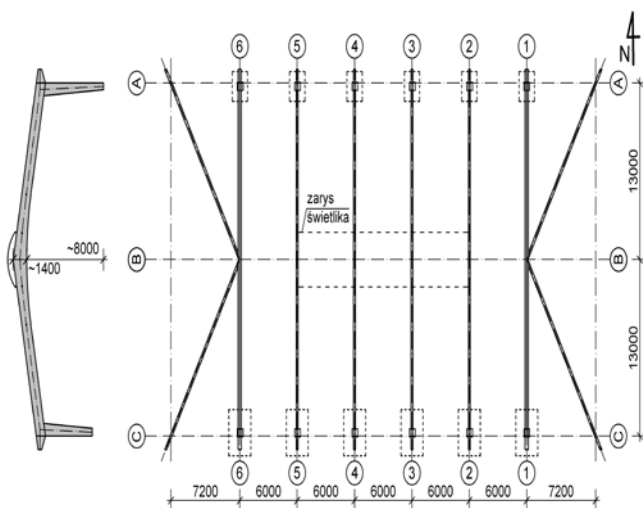
Prowadzone w wielu krajach analizy wad, uszkodzeń, awarii oraz katastrof obiektów budowlanych mają na celu doskonalenie ich metod projektowania, realizacji, użytkowania i utrzymania [1].

Pomimo tego, że awarie i katastrofy powstałe z przyczyn losowych (większość spowodowana silnym wiatrem) stanowiły w Polsce w 2009 roku około 80% ogólnej ich liczby [1], to nie sposób bagatelizować również czynnika ludzkiego mającego wpływ na ich powstanie. Przyczynami awarii lub katastrof budowlanych mogą

być błędy powstałe na każdym etapie procesu budowlanego – od projektu, poprzez wykonawstwo (m.in. prefabrykację elementów i montaż konstrukcji) aż po niewłaściwą eksploatację [1, 2].

Na podstawie analizy 470 uszkodzeń (m.in. utrata stateczności, korozja biologiczna, pęknięcia wzdłuż i w poprzek włókien, wyczerpanie nośności w strefie ściskanej/rozciąganej) obiektów o konstrukcji drewnianej wzniesionych w latach 1912–2006 w Niemczech stwierdzono, iż defekty dotyczą, przede wszystkim, konstrukcji z drewna klejonego warstwowo – ponad 87% ogólnej liczby uszkodzeń, a 26% wszystkich uszkodzeń dotyczyło belek o osi zakrzywionej i zmiennej wysokości przekroju [3].

Analiza 127 przypadków awarii obiektów o konstrukcji drewnianej (wzniesionych w większości w latach 1960–2005) przeprowadzona głównie w krajach skandynawskich (Szwecja, Finlandia i Norwegia) wykazała, że prawie wszystkie awarie wystąpiły na skutek błędów ludzkich. Przyczyną około połowy z nich są błędy lub braki w projektach. Jedna czwarta z nich była wynikiem błędów popełnionych na budowach. Żadna z analizowanych awarii nie powstała na skutek przyczyn losowych.



Rys. 1. Schematyczny przekrój ramy oraz rzut konstrukcji dachu [mm]

Z niniejszych badań nie wynika, by poziom bezpieczeństwa dla konstrukcji drewnianych według norm był niewystarczający [4].

Badania i analizę stanu drewnianej konstrukcji hali wykonano ze względu na zagrożenie bezpieczeństwa.

2. Opis konstrukcji i stanu technicznego hali

Hala sportowa, będąca częścią gimnazjum, została zaprojektowana w latach 1999–2000, a wybudowana w 2001 roku. Hala jest budynkiem jednokondygnacyjnym, w którym mieści się pełnowymiarowe (20×40 m) boisko do piłki ręcznej. Konstrukcja nośna hali została zrealizowana przy użyciu 6 ram z drewna klejonego warstwowo klasy KL39 wg PN-B-03150-01:1981 [5]. Dach w środkowej części hali wykonany został jako

dwuspadowy, a pomiędzy dźwigarami skrajnymi a ścianami szczytowymi jako kopertowy (rys. 1). Słupy ram o przekroju zmiennym 190×500÷~950 mm, dźwigary o osi zakrzywionej i zmiennej wysokości przekroju (tzw. dźwigary bumerangowe) 190×~950÷1400 mm. Skrajne ramy wykonano jako podwójne o szerokości przekroju 2×165 mm. Ramy zamontowano w rozstawach 6 m, zaś ramy skrajne w odległości 7,2 m od ścian.

W obszarze kalenicy, pomiędzy dźwigarami w osiach 2 i 5 (rys. 1), zamontowano świetlik. Tężniki zostały wykonane z drewna klejonego klasy KL39. Stężenia hali zaprojektowano i wykonano przy użyciu prętów stalowych Ø20. Ściany szczytowe i narożne murowane z cegły gr. 25 cm i ocieplone styropianem gr. 10 cm. Pozostałe ściany wykonano jako ściany lekkie z trapezowych blach stalowych ocieplonych wełną mineralną.

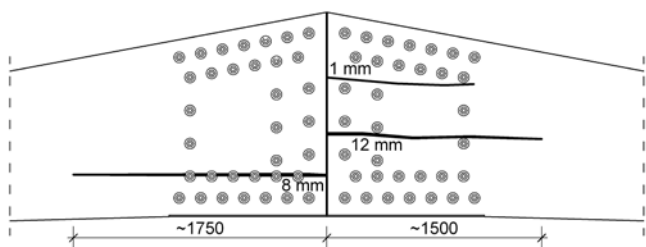
Pierwotnie, w projekcie zakładano wykonanie połączeń montażowych w miejscach występowania niewielkich (ale nie zerowych, ze względu na możliwość występowania niesymetrycznego obciążenia) momentów zginających. Pierwotne wymiary elementów wysiłkowych – słupa z fragmentem rygla (długość ok. 8 m, wysokość ok. 4 m) oraz wymiary rygla (długość ok. 18,4 m, wysokość ok. 2,6 m) nie były na tyle duże, by uniemożliwić transport tych elementów. Projekt budowlano-wykonawczy z czerwca 2000 roku, wg którego zrealizowano konstrukcję obiektu, zakładał podział ramy na 4, a nie jak było pierwotnie – 3 elementy. Połączenia montażowe zostały zaprojektowane w miejscach występowania największych momentów zginających (w kalenicy i w narożach ramy). Szczególnie podział rygla o osi zakrzywionej i zmiennej wysokości przekroju (tzw. dźwigara bumerangowego) w kalenicy wydaje się niewłaściwym rozwiązaniem, również z powodu umiejscowienia w kalenicy świetlika. Intensywna insolacja w tym miejscu powoduje duże gradienty temperatury, a co za tym idzie szybkie m.in. procesy wysychania, a tym samym skurczu drewna oraz rozszerzalności cieplnej materiałów (drewna i stali). Duże wartości skurczu i pęcznienia dla drewna w poprzek włókien w powiązaniu ze sztywnymi (nieodkształcalnymi) blachami mogły być przyczyną powstałych pęknięć (rys. 2–4).

We wszystkich węzłach kalenicowych oraz narożnych w hali występują spękania. Dla przedstawionych na rysunkach 2–4 węzłów rozwartości rys wynoszą maksymalnie: 12 mm dla węzła kalenicowego i 6 mm dla węzła narożnego. Niepokojący jest przebieg pęknięcia na linii śrub w węźle kalenicowym – drugi rząd (rys. 2 i 3) – ograniczający znacząco zdolność śrub do przeniesienia sił. Dotyczy to również węzła narożnego – drugi rząd śrub od góry rygla (rys. 4).

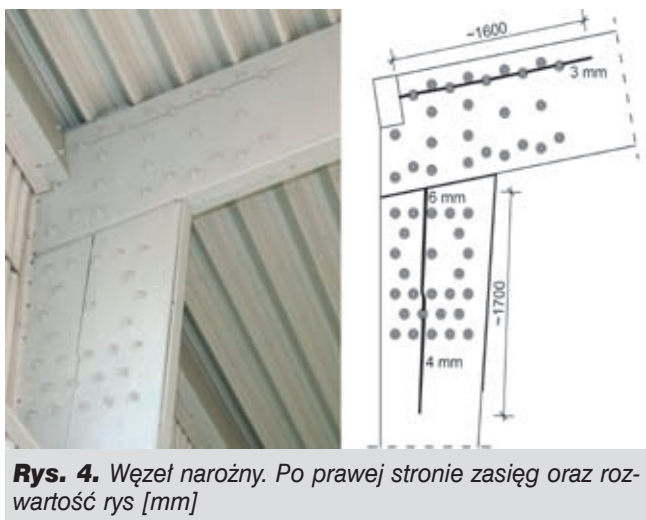
Połączenie montażowe w węźle kalenicowym wykonano przy użyciu blach stalowych o gr. 10 mm umieszczonych wewnątrz przekroju drewnianego oraz przy użyciu 68 śrub M24 (rys. 2, 3). W złączu nie zostały zachowane minimalne odległości śrub do końca elementu drewnianego oraz odległości pomiędzy śrubami wzdłuż włókien.



Rys. 2. Węzeł kalenicowy



Rys. 3. Morfologia rys w węźle kalenicowym [mm]



Rys. 4. Węzeł narożny. Po prawej stronie zasięg oraz wartość rys [mm]

Porównanie wartości normowych rozstawów i odległości (wg PN-B-03150-03:1981 [5] i PN-EN 1995-1-1:2010 [6]) z zaprojektowanymi i wykonanymi w węźle kalenicowym przedstawiono w tabeli 1. W dwóch węzłach kalenicowych (osie 2-B i 5-B, rys. 1), ze względu na podwieszoną konstrukcję tablic do gry w koszykówkę, nie zamontowano jednej ze śrub (rys. 5).

Węzeł okapowy zrealizowano również przy użyciu blach stalowych o gr. 10 mm umieszczonych wewnątrz przekroju drewnianego oraz przy użyciu 51 śrub M24 (rys. 4). Zgodnie z projektem, śrub powinno być 53 szt. W złączy nie zostały zachowane minimalne odległości pomiędzy śrubami w poprzek włókien oraz odległości śrub do końca elementu drewnianego (tab. 2). Ponadto wątpliwości budzi odległość śrub od siebie w poprzek włókien. Ze względu na mniejszą niż norma odległość śrub od siebie w poprzek włókien, trudno sztywno uznać za przestawiony.

Tabela 1. Porównanie minimalnych normowych rozstawów i odległości z zaprojektowanymi i wykonanymi w węźle kalenicowym

| Rozstawy i odległości | PN-81/B-03150.03 | PN-EN 1995:2010 | Złącze |
|-----------------------|------------------|----------------------|--------|
| Wzdłuż włókien [mm] | $s_t = 7d = 168$ | $a_t = 5d = 120$ | 150 |
| Koniec obciążony [mm] | $s = 7d = 168$ | $a_{3,t} = 7d = 168$ | 120 |

Tabela 2. Porównanie minimalnych normowych rozstawów i odległości z zaprojektowanymi i wykonanymi w węźle okapowym

| Rozstawy i odległości | PN-81/B-03150.03 | PN-EN 1995:2010 | Złącze |
|------------------------|------------------|----------------------|--------|
| W poprzek włókien [mm] | $s_3 = 4d = 96$ | $a_2 = 4d = 96$ | 50 |
| Koniec obciążony [mm] | $s = 7d = 168$ | $a_{3,t} = 7d = 168$ | 120 |

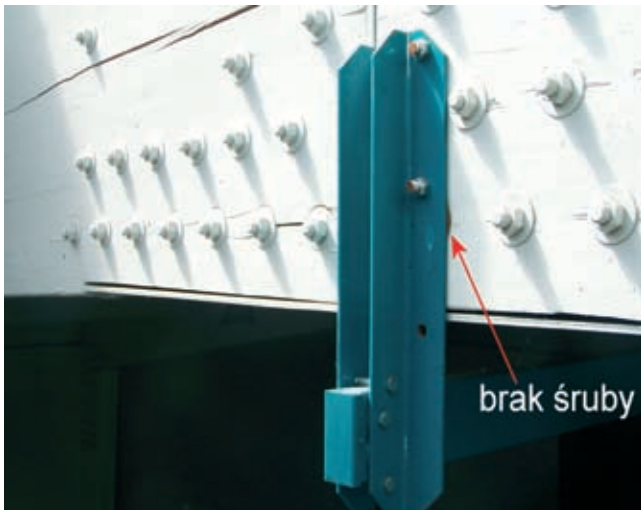
Elementy konstrukcyjne z drewna klejonego zostały – po pojawieniu się spękań – pokryte szczelną powłoką malarską (rys. 2, 4, 5), która uniemożliwia naturalne odsychnianie drewna. W wielu miejscach nastąpiło luszczanie się jej (rys. 6).

3. Ocena jakości drewna

Zgodnie z obowiązującą w okresie wykonywania elementów normą PN-B 03150-01:1981 [5] – wycofaną w lutym 2004 – drewno klejone warstwowo może być zaliczone do jednej z klas jakości, jeżeli wykonane jest z tarcicy klasy o jeden stopień niższej. W tym przypadku (dla deklarowanej klasy KL39) – z tarcicy sosnowej klasy K33. Zgodnie z relacjami sortowniczymi zawartymi w PN-B-03150-01:1981 tarcica sosnowa o gr. ≥ 38 mm klasy K33 odpowiada tarcicy średniej jakości, sortowanej metodami wytrzymałościowymi, niezależnie od metody sortowania: wizualnej czy maszynowej (KS, MKS), wg PN-D-94021:1982 [7]. Klasa KL39 jest klasą drewna klejonego o najwyższych parametrach wytrzymałościowych oraz najwyższych wartościach modułu sprężystości i odkształcenia postaciowego, spośród trzech znajdujących się w normie PN-B-03150-01:1981. Obecnie zgodnie z relacjami sortowniczymi zawartymi w załączniku NA.2 do PN-EN 1995-1-1:2010 [6] oraz normą PN-EN 1194:2000 [8] ze sklejenia tarcicy średniej jakości (KS – odpowiadającej klasie drewna C24) można uzyskać jedynie klasę drewna klejonego GL 24h.

Za podstawę do określenia klasy jakości tarcicy sortowanej metodami wizualnymi (w Polsce do dziś praktycznie tylko tę metodę sortowania wytrzymałościowego się stosuje [9]) przyjmuje się rodzaj, wymiary i stopień nasilenia wad drewna dostrzegalnych gołym okiem, stanowiących o cechach wytrzymałościowych tarcicy oraz słoistość i gęstość drewna. Określeniem jakości tarcicy konstrukcyjnej powinny zajmować się jedynie brakarze – osoby posiadające specjalne uprawnienia nadane

przez Polski Komitet Normalizacyjny. Obecnie nie da się określić klasy, zastosowanych do sklejania elementów wiązarów i ram, tzw. lameli na podstawie oględzin jedynie zewnętrznych (bocznych) powierzchni elementów (nawet po usunięciu istniejących powłok malarskich). Jednoznaczne określenie klasy zastosowanego drewna na podstawie wytrzymałościowych badań laboratoryjnych również jest niemożliwe ze względu na konieczność zdemontowania wbudowanych już elementów.



Rys. 5. Brak jednej ze śrub w połączeniu montażowym w węźle kalenicowym

Występujące liczne spękania, szczególnie w węzłach – kalenicowych i narożnych mają wpływ, niemożliwy do oszacowania, na parametry wytrzymałościowe drewna.

Ze względu na zastosowane przekroje elementów z drewna klejonego warstwowo (najmniejszy przekrój min. 120 mm) klasyfikuje się je jako nierozprzestrzeniające ognia (NRO) zgodnie z [10]. Jednak obecnie, ze względu na zastosowaną powłokę malarską na powierzchniach elementów, nie można tego stwierdzić.

Badania wilgotności elementów drewnianych przeprowadzono stosując: metodę opartą na pomiarach rezystancyjnych z użyciem wilgotnościomierza FME Broekhuis oraz na pomiarach pojemnościowych z użyciem wilgotnościomierza FMW Broekhuis. Pomiar wilgotności konstrukcyjnych elementów drewnianych ramy (słupów i dźwigarów) wykazały ich wilgotność wahającą się w granicach 9,8–12,5%. Drewno obecnie znajduje się w stanie równowagi higroskopijnej.

Ze względu na brak możliwości pobrania próbek do badań materiałowych drewna, zdecydowano się wykonać badania rezystograficzne w celu określenia jego jakości. Rezystograf mierzy opory wiercenia obracającego się, ze stałą prędkością ok. 1500 obrotów na minutę, wiertła o średnicy od 1,5 do 3 mm na jego końcu i długości do ok. 500 mm, ujawniając zmiany gęstości drewna powodowane destrukcją biologiczną lub wilgotnością oraz kolejne przyrosty roczne [11]. Z tego względu tę metodę można uznać za quasi-nieniszczącą. Śred-



Rys. 6. Połączenie tężnika z rygłem. Widoczne spękania rygla oraz łuszczenie się powłoki malarskiej

nica otworu po wykonanym badaniu jest nie większa niż otwory wylotowe szkodników drewna (ok. 3 mm). Wyniki uzyskiwane za pomocą rezystografu pozwalają na ocenę stanu materiału – zasięgu ewentualnej destrukcji [12]. Wyniki badań przedstawione w postaci wykresów zależności oporu wiercenia (relative resistance – RA) od głębokości wiercenia (drilling depth – H) pozwalają dodatkowo na ocenę jego parametrów poprzez korelację wartości średniego oporu wiercenia (Resistance Measure – RM) z gęstością, wytrzymałością oraz modułem sprężystości [13–14].

$$RM = \frac{\int_0^H RA \cdot dh}{H} \quad (1)$$

Szacowane parametry drewna przy użyciu wartości RM należy jednak traktować jako orientacyjne. Wartości RM uzyskane z badań na jednej próbce drewna, w zależności od występujących inkluzji i skrętu włókien, mogą się znacząco różnić.

Badania wykonano z użyciem rezystografu IML RESI F-400S (rys. 7). Wyniki badań przedstawiono w postaci wykresów zależności amplitudy oporu od głębokości odwiertu. Przykładowy wykres przedstawiono na rysunku 8.

Przeprowadzone badania przy użyciu rezystografu nie mogą być podstawą do oceny klasy drewna, a jedynie do wstępnej oceny jakościowej. Nie stwierdzono występowania korozji biologicznej wewnątrz przekrojów elementów konstrukcyjnych z drewna (słupów i rygli) w miejscu wykonywania badań rezystograficznych. Powierzchniowa identyfikacja korozji biologicznej była niemożliwa ze względu na nałożone powłoki malarskie.

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych, zgodnie z normą [5], obliczeń statycznych ramy stwierdzono, iż wymiary przekrojów elementów drewnianych zostały zaprojektowane prawidłowo, jednak połączenia zostały zaprojektowa-

ne i wykonane w niewłaściwy sposób. Warunek nośności dla najbardziej wyężonych łączników jest przekroczony o 19% w węźle kalenicowym oraz o 11% w węźle narożnym. Należy ponadto pamiętać, że ze względu na mniejsze niż normowe odległości pomiędzy śrubami, powyższe obliczenia nie są miarodajne.

Najprawdopodobniej za główną przyczynę powstałych uszkodzeń konstrukcyjnych elementów drewnianych hali należy uznać zamontowanie silnie zawilgoconych opadami atmosferycznymi elementów (niewłaściwie składowanie elementów wskazane jest w dokumentach archiwalnych budowy), w których przy kumulującym się odsychaniu w okresie po wykonaniu obiektu (powłoka malarska) wystąpiły naprężenia wewnętrzne o wartościach przewyższających wartość wytrzymałości drewna lameli na rozciąganie w poprzek włókien. W kontekście tej tezy słaba wymiana powietrza wewnętrznego w hali oddziaływała tu negatywnie, ale nie mogła być



Rys. 7. Pomiar z użyciem rezystografu

zasadniczą przyczyną destrukcji. Opisany proces (propagacja spękań i zarysowań konstrukcji) był postępujący w czasie poprzez odkształcenia przekrojów w połączeniach (węzeł kalenicowy i okapowy), zwłaszcza w okresie występowania obciążeń śniegiem.

Zdaniem autorów konstrukcja wymaga niezwłocznego wzmocnienia i do tego czasu nie może być użytkowana. Jednym ze sposobów jej wzmocnienia jest wprowadzenie dwustronnych nakładek o właściwych przekrojach i geometrii, np. z blach stalowych (węzły narożne i kalenicowe)

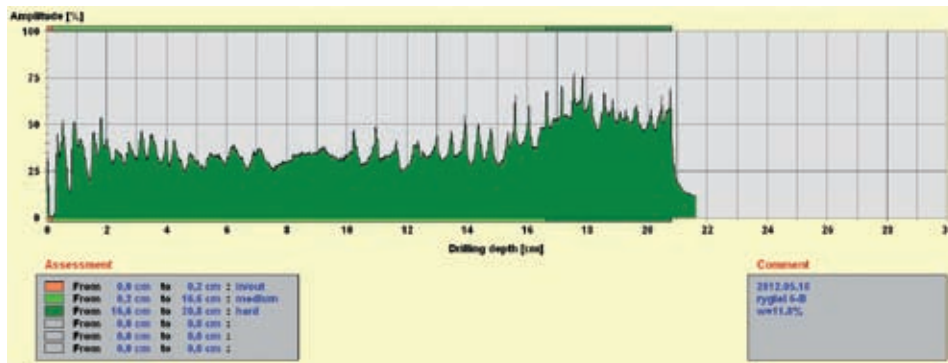
we) z równoczesnym uciągnięciem przekrojów przy użyciu prętów spiralnych ze stali austenicznej oraz ewentualnym wspomaganie połączeń przez spoiny klejowe.

Należy podkreślić, że oceny konstrukcji dokonano w oparciu o unormowania z okresu jej produkcji i montażu. Działające unormowania formułują znacznie ostrzejsze warunki w zakresie obciążeń zmiennych zewnętrznych oraz w obszarze nośności połączeń i przekrojów konstrukcyjnych.

Projekt został sfinansowany ze środków Narodowego Centrum Nauki.

BIBLIOGRAFIA

[1] Runkiewicz L., Przyczyny techniczne występowania zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych. Inżynier Budownictwa, nr 10/2011, s. 24–28
 [2] Kotwica E., Gil Z., Orłowicz R., Konstrukcje z drewna klejonego – analiza przyczyn awarii i katastrof. Inżynier Budownictwa, nr 5/2011, s. 76–80
 [3] Frese M., Blaß H. J., Statistics of damages to timber structures in Germany. Engineering Structures, nr 33(11)/2011, s. 2969–2977
 [4] Frühwald Hansson E., Analysis of structural failures in timber structures: Typical causes for failure and failure modes. Engineering Structures, nr 33(11)/2011, s. 2978–2982
 [5] PN-B-03150:1981. Konstrukcje z drewna i materiałów drewnopochodnych. Obliczenia statyczne i projektowanie. Część 01: Materiały. Część 02: Konstrukcje. Część 03: Złącza
 [6] PN-EN 1995-1-1:2010. Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Zasady ogólne i zasady dla budynków
 [7] PN-D-94021:1982. Tarcica iglasta konstrukcyjna sortowana metodami wytrzymałościowymi
 [8] PN-EN 1194:2000 Konstrukcje drewniane. Drewno klejone warstwowe. Klasy wytrzymałości i określenie wartości charakterystycznych
 [9] Krzosek S., Dźbeński W., Wytrzymałościowe sortowanie tarcicy budowlano-konstrukcyjnej metodą maszynową. W: Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych. Praca zbiorowa pod red. Z. Mielczarka, PPH ZAPOL, Szczecin, s. 115–120
 [10] Instrukcja ITB nr 401/2004. Przyporządkowanie określeniom występującym w przepisach techniczno-budowlanych klas reakcji na ogień wg PN-EN. Warszawa 2004
 [11] Rinn F., Chancen und Grenzen bei der Untersuchung von Konstruktionshölzern mit der Bohrwiderstandsmethode. Bauen mit Holz, nr 9/1992, s. 745–748
 [12] Jasieńko J., Nowak T. P., Bednarz Ł., The baroque structural ceiling over the Leopoldinum Auditorium in Wrocław University – tests, conservation and a strengthening concept. International Journal of Architectural Heritage, 2012, DOI:10.1080/15583058.2012.692848
 [13] Branco J. M., Piazza M., Cruz P. J. S., Structural analysis of two King-post timber trusses: Non-destructive evaluation and load-carrying tests. Construction and Building Materials, nr 24(3)/2010, s. 371–383
 [14] Calderoni B., De Matteis G., Giubileo C., Mazzolani F. M., Experimental correlations between destructive and non-destructive tests on ancient timber elements. Engineering Structures, nr 32(2)/2010, s. 442–448



Rys. 8. Przykładowy wykres z badań rezystograficznych rygiel z drewna klejonego warstwowo